بررسی مقایسه‌ای رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده‌ی‌زیپر و شورون ویژه★

مجتبی رضوی[۱] محمد رضا شیدائی[۲]

چکیده قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر یکی از انواع سیستم‌های مهاربندی جدید در سازه‌های فولادی می‌باشند. در قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون معمولی زمانی‌که عضو مهاربند در یک طبقه دچار کمانش می‌شود، نیروی قائم نامتعادل کننده‌ای در تیر طبقه‌ی فوقانی ایجاد می‌شود که باعث ایجاد ناپایداری و خرابی زودهنگام در سازه می‌گردد و مشکلات طراحی به‌وجود می‌آورد. این رفتار نامطلوب را می‌توان با اضافه کردن ستون‌های زیپر، یعنی اعضای قائمی که محل اتصال مهاربندها با تیرها را در طبقات بهم متصل می‌کنند، از بین برد در این مقاله رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر و شورون ویژه مورد مقایسه قرار گرفته است. برای این منظور بر روی انواع مدل‌های سازه‌ای با سیستم‌های مهاربندی زیپر و شورون ویژه با تعداد طبقات مختلف، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بارافزون و دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی انجام گرفته است. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون، شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون ویژه به‌طور کلی کم‌تر از مقادیر متناظر برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر بوده است. توزیع نسبت تغییر مکان طبقه و بیش‌ترین تغییرمکان طبقه که از تحلیل دینامیکی غیرخطی به‌دست آمده است، نشان دهنده‌ی کارآیی اعضای زیپر در توزیع یکنواخت‌تر تغییرشکل در ارتفاع ساختمان، و کاهش نسبت تغییر مکان طبقه به محدوده‌ی مجاز آیین‌نامه‌ای بوده است.

واژه‌های کلیدی قاب مهاربندی‌شده‌ی زیپر، تحلیل تاریخچه زمانی، ضریب رفتار، نسبت تغییر مکان طبقه، شکل‌پذیری.

A Comparative Study on Seismic Performance of Zipper and Special Chevron Braced Frames

M. Razavi M.R. Sheidaii

Abstract *Zipper braced frames are an innovative bracing system for steel structures. Conventional inverted-V-braced frames exhibit a design problem arising from the unbalanced vertical force generated by the lower story braces when one of them buckles. This adverse effect can be mitigated by adding zipper columns or vertical members connecting the intersection points of the braces above the first floor. In this paper anumerical study has been performed to estimate and to compare seismic performance of zipper braced and special chevron braced frames. For this purpose nonlinear pushover static analysis and nonlinear dynamic time history analysis have been performed on typical building structures with different number of stories under several earthquake ground motions. According to the analysis results, the ductility and response modification factors of chevron braced frames computed from nonlinear static analysis were generally smaller than the values obtained for zipper braced frames and the distribution of inter-story drifts ratio and maximum story drifts obtained from nonlinear time history analysis, demonstrates the efficiency of the zipper struts in achieving a more uniform damage distribution over the height of the structure, and generally satisfies allowable inter-story drift ratio limits.*

Keywords Zipper braced frame, time history analysis, response modification factor, inter-story drift ratio, ductility.

★تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۶/۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۰/۱۶ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسؤول: مربی گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه.

(۲) دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه.

مقدمه

قاب‌های مهاربندی شده‌ی V شکل معکوس که قاب‌های شورون نیز نامیده می‌شوند، یکی از انواع قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی هم‌مرکز هستند. رفتار چنین سیستم‌هایی توسط کمانش مهاربندها کنترل می‌شود شکل (۱). به‌طور کلی این سیستم‌ها قابلیت بازپخش بیش‌تر نیروها را پس از خرابی موضعی پیش آمده در یک طبقه ندارند و از این‌رو در زلزله‌های گذشته رفتار مطلوبی را از خود نشان نداده‌اند [1,2]. نظر به تأکید بیش‌تری که در۲۰ سال اخیر بر افزایش شکل‌پذیری وظرفیت اتلاف انرژی سازه‌ها در مناطق لرزه‌خیز شده است، قاب‌های شورون با شکل‌پذیری ویژه (SIVBF) مطرح شده‌اند. بررسی‌ها نشان می‌دهد که قاب‌های شورون با شکل‌پذیری ویژه نسبت به قاب‌های شورون معمولی (OIVBF) از عملکرد لرزه‌ای مطلوب‌تری برخوردار می‌باشند [3,4].

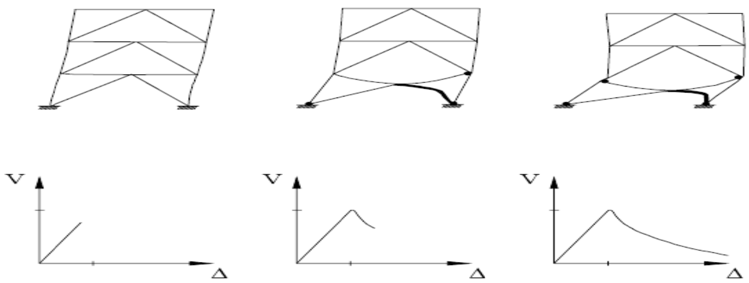
در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون معمولی زمانی‌که بار جانبی افزایش می‌یابد، مهاربندهای فشاری کمانش می‌کند و ظرفیت تحمل نیروی محوری آن‌ها کاهش می‌یابد، این در حالی است که نیروهای مهاربندهای کششی در حال افزایش‌اند تا اینکه در نهایت به حد تسلیم برسند، در این وضعیت در محل اتصال مهاربندها به تیرها نیروی قائم نامتعادل کننده بزرگی وارد می‌شود، که می‌تواند باعث به‌وجود آمدن تغییرشکل‌های بزرگ در تیر شود. برای جلوگیری از کاهش نامطلوب مقاومت جانبی قاب، آیین‌نامه‌های طراحی [5] الزام می‌دارند که تیرها علاوه بر تحمل نیروهای ثقلی از مقاومت کافی برای مقابله با این نیروی قابل توجه، برخوردار باشند، البته رعایت چنین ضابطه‌ای منجر به ایجاد تیرهای بسیار قوی خواهد شد که از نقطه‌نظر طراحی لرزه‌ای، امری نامطلوب محسوب می‌گردد.

می‌توان تأثیر نامطلوب این نیروی قائم نامتعادل کننده را با اضافه کردن اعضای زیپر ما بین نقاط اتصال مهاربندها به تیرها، مطابق شکل (۲)، از بین برد. چنین سیستمی برای اولین بار توسط Khatib وهمکاران پیشنهاد شد [6]. در این سیستم مهاربندی نیروی نامتعادل‌کننده‌ی به‌وجود آمده در یک طبقه، توسط عضو زیپر به طبقه‌ی بالاتر انتقال می‌یابد، در نتیجه نیروی فشاری وارد بر مهاربند فشاری طبقه دوم افزایش می یابد و در نهایت باعث می‌شود که آن مهاربند نیز کمانش کند، شکل‌های (۲- الف و ب) کمانش تقریباً هم‌زمان مهاربندها در کل ارتفاع سازه، باعث توزیع یکنواخت‌تر خرابی و خسارت در سازه می‌شود. اما زمانی که مکانیسم زیپر در قاب تشکیل شود شکل (۲–ت)، ظرفیت جانبی قاب کاهش می یابد و ناپایدار می‌شود [7].

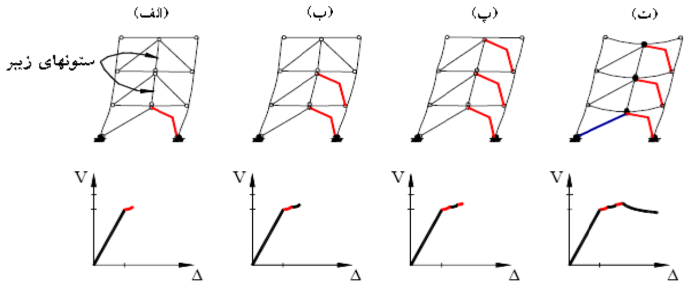
ایراد مکانیسم زیپر را می‌توان با به‌کارگیری سیستم معروف به قاب زیپر معلّق رفع‌کرد، (شکل۳). در یک قاب زیپر معلّق، مهاربندهای طبقه‌ی بام طوری طراحی می‌شوند که بعد از کمانش همه‌ی مهاربندهای فشاری و تسلیم اعضای زیپر، کماکان در محدوده‌ی الاستیک باقی بمانند [1,2]. ازآن‌جایی که وظیفه‌ی اولیه‌ی اعضای زیپر تحمل نیرویی از نوع کششی می‌باشد و این اعضا تیرها را در وسط دهانه مهار می‌کنند، بنابراین تیرها می‌توانند به‌صورت انعطاف‌پذیر طراحی شوند. این کار باعث می‌شود که در میزان فولاد مصرفی برای تیرها، صرفه‌جویی قابل‌ملاحظه‌ای ایجاد شود. به‌علاوه مسیر نیرو به‌اندازه‌ای واضح است که روش طراحی ظرفیت برای همه‌ی اعضای سازه‌ای میسر می‌باشد.

اعضای زیپر نیروهای کششی نامتعادل کننده به‌وجود آمده در یک طبقه را به طبقه‌ی بالایی انتقال می‌دهند و این روند در صورت افزایش بار جانبی و کمانش مهاربندهای طبقات بالاتر ادامه پیدا می‌کند. در چنین وضعیتی نیروی کششی اعضای زیپر طبقات بالاتر به‌شدت افزایش می‌یابد، به‌ویژه در ساختمان‌های

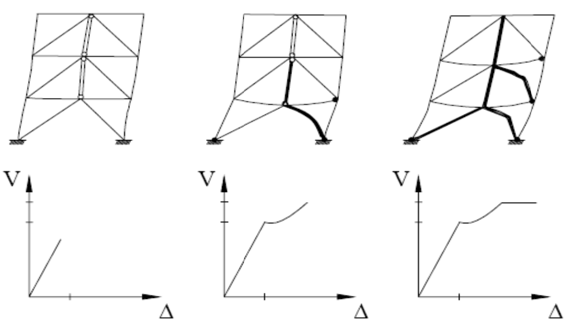
بلند مرتبه این امر باعث خواهد شد که انتخاب مقطع مناسب برای چنین اعضایی مشکل و در بعضی موارد غیرممکن گردد. رضوی و شیدائی برای رفع مشکل اجرایی این سیستم‌های مهاربندی، سیستم جدیدی تحت عنوان سیستم مهاربندی زیپر کابلی را پیشنهاد نمودند که در این سیستم برای عضو زیپر از عنصر کابل با تراز پیش تنیدگی مناسب استفاده شده است [8].



شکل ۱ مکانیسم خرابی قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون معمولی و نمودارهای بار جانبی- تغییرمکان مربوط [1]



شکل ۲ مکانیسم خرابی در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپرمعمولی و نمودارهای بار جانبی- تغییرمکان مربوط [1]



شکل ۳ مکانیسم خرابی در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر معلّق [1]

در این مقاله برای بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر و مقایسه‌ی آن با قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون با شکل‌پذیری ویژه، در ابتدا مدل‌های سازه‌ای با تعداد طبقات مختلف و دارای سیستم‌های مهاربندی زیپر و شورون ویژه انتخاب شده و بر اساس آیین‌نامه AISC-LRFD [9] طراحی شده‌اند و سپس هر یک از مدل‌ها به‌طور جداگانه در محیط نرم‌افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی شده و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی آن‌ها انجام شده است.

روابط پایه برای محاسبه‌ی ضریب رفتار

روش‌های تئوریکی مختلفی برای محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه وجود دارد که از آن جمله می‌توان به روش‌های بیش‌ترین تغییر شکل پلاستیک و انرژی اشاره کرد. در این مقاله روش پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌ی ATC-19 برای محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه مورد استفاده قرار گرفته است [10]، که در آن ضریب رفتار R به‌کمک رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$R = R_o R_\mu R_r \qquad (١)$$

که R_o ضریب اضافه مقاومت است و به این موضوع اشاره دارد که مقاومت جانبی سازه در حالت کلی از مقاومت طراحی بیش‌تر است. R_μ ضریب شکل‌پذیری است که نمادی از پاسخ غیرخطی کلی سازه می‌باشد و R_r ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس نحوه‌ی مواجهه‌ی آیین‌نامه‌های طراحی با تنش‌های طراحی تعیین می‌شود، به‌خاطر این‌که در طراحی مدل‌های این مقاله از روش ضرایب بار و مقاومت استفاده شده است در نتیجه، R_r برابر یک در نظرگرفته شده است. شکل (٤) رابطه‌ی بین برش پایه و تغییرمکان تراز بام یک سازه را که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌دست آمده است، نشان می‌دهد. ضرایب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$R_o = \frac{V_{ym}}{V_d} \qquad (٢)$$

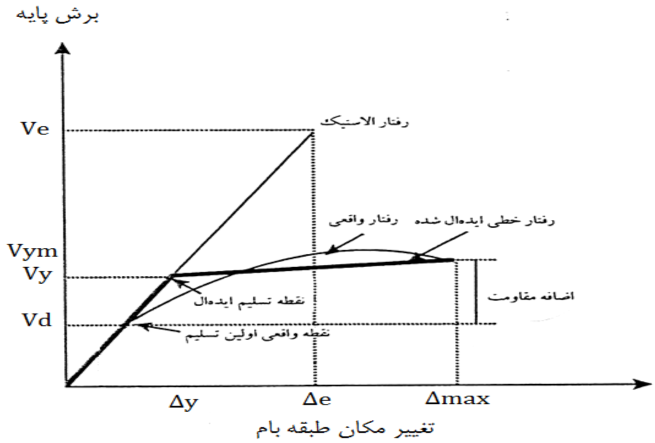
$$R_\mu = \frac{V_e}{V_{ym}} \qquad (٣)$$

در روابط بالا V_d برش پایه طراحی، V_e برش پایه الاستیک و V_{ym} برش پایه متناظر با بیش‌ترین تغییر مکان غیر الاستیک است. Krawinkler و Nassar (١٩٩٢)، رابطه‌ی ذیل را برای محاسبه‌ی ضریب شکل‌پذیری برای سیستم‌های یک درجه آزادی با فرض میرایی ٪٥ در مناطق دارای خاک‌های سخت و سنگی پیشنهاد داده‌اند [11]:

$$R_\mu = \left[c\left(\mu - 1\right) + 1 \right]^{1/c} \qquad (٥)$$

$$c = T^a / (1 + T^a) + b/T \qquad (٦)$$

در رابطه‌ی بالا μ شکل‌پذیری سازه می‌باشد که از تقسیم حداکثر تغییرمکان غیرالاستیک (Δ_{max}) به تغییرمکان معادل تسلیم (Δ_y) به‌دست می‌آید و T زمان تناوب اصلی سازه است. پارامترهای a و b تابعی از سخت‌شدگی کرنشی می‌باشند و در صورتی که سخت‌شدگی کرنشی برابر ٠/٠٣ در نظرگرفته شود این پارامترها به‌ترتیب برابر با ٠/٩٧٥، ٠/٣٣٨٣٧٥ خواهند بود [11].



شکل ٤ رابطه بین برش پایه- تغییر مکان بام

طراحی مدل‌های سازه‌ای

مدل‌های سازه‌ای مورد بررسی در این تحقیق دارای پلانی مربع شکل به ابعاد ۱۸×۱۸ مترانـد کـه در هـر راسـتا دارای سـه دهانـه و دو قـاب مهاربنـدی شـده می‌باشند، (شکل ۵). بـه‌منظـور کـاهش حجـم و زمـان محاسبات، مدل دوبعدی در تحلیل به‌کار بـرده شـده و برای در نظرگرفتن اثرات P-Δ مربوط به بارهای ثقلی، از ستون‌های مجازی مطـابق شـکل (٦) اسـتفاده شـده است. مدل‌های مورد مطالعه در این مقاله شامل ۱۰ قاب مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر با تعداد طبقـات ۳، ٦، ۹، ۱۲، ۱۵ مطابق شکل (۷) مـی‌باشـند. ارتفـاع همـه‌ی طبقات در کلیه‌ی مدل‌ها ۳/٦ متر در نظـر گرفتـه شـده است. کلیه‌ی اتصالات تیرها و مهاربندها به ستون‌ها، و نیز زیپرها به تیرها به‌صورت مفصلی فـرض شـده‌انـد. برای تعیین بارگـذاری ثقلـی و لـرزه‌ای از آیـین‌نامـه‌ی ASCE [۱۲] و بـرای طراحـی سـازه‌ای از ضـوابط AISC360-LRFD [۹] استفاده شده اسـت، هـم‌چنـین ضوابط طرح لرزه‌ای آیین‌نامه‌ی AISC341 [5] مد نظـر قرار گرفته است.

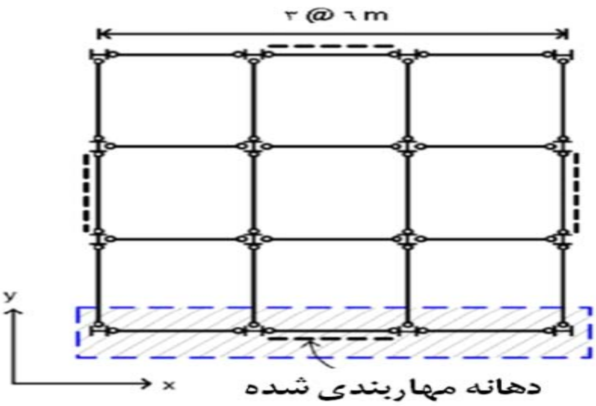
بارهای ثقلی مرده و زنده برای طبقه‌ی بام به‌ترتیب برابر با $^{KN}/_{m^2}$ ۵/۰۰ و $^{KN}/_{m^2}$ ۱/۰۰ و برای سـایر طبقـات به‌ترتیب برابر بـا، $^{KN}/_{m^2}$ ۵/۵۰ و $^{KN}/_{m^2}$ ۲/٤۰، مـی‌باشـد. بارگذاری لرزه‌ای براساس پارامترهای زیر محاسبه شده است: خطر لرزه‌خیزی منطقه بسـیار بـالا (S_{DS}=۱/٤٤g، S_{D1}= ۰/۷۲g)، ضریب اهمیت سازه ۱/۵ (گروه چهـار)، خاک سخت (گروه D)، ضریب رفتار ٦ (شکل‌پـذیری ویژه) و ضریب اضافه مقاومـت (Ω_0) برابـر۲ انتخـاب شده است. فـولاد مصـرفی از نـوع ASTM A36 [13] بوده و میزان سخت‌شدگـی‌کرنشـی مصـالح ۳٪ فـرض شده است. وزن مؤثر طبقات به‌ازای مجموع بار مرده و ۲۰٪ بار زنده محاسبه شده است.

ابتدا مدل‌ها در نرم‌افزار ETABS 8.45 بـا اسـتفاده از روش استاتیکی معادل طراحی اولیه شده‌انـد، سـپس به‌خاطر افزایش کارایی قاب‌های زیپر، از روش طراحی ظرفیـت اسـتفاده شـده اسـت [1]. در روش طراحـی ظرفیت، با توجه به این‌که در زلزلـه‌هـای شـدید بـروز پاسخ غیرالاستیک در سازه اجتناب‌ناپذیر است، طـراح، اعضای مشخصـی از سـازه را بـه‌عنـوان فیـوز در نظـر می‌گیرد تا این‌که رفتار غیرالاسـتیک فقـط در آن اعضـا رخ دهد. این اعضا طوری طراحی می‌شوند که بتواننـد بـدون کـاهش قابـل ملاحظـه مقاومـت سـازه، تغییرشکل‌های پلاسـتیک بزرگـی را تحمـل کننـد و از مدهای خرابی نـامطلوب زود هنگـام از قبیـل کمـانش

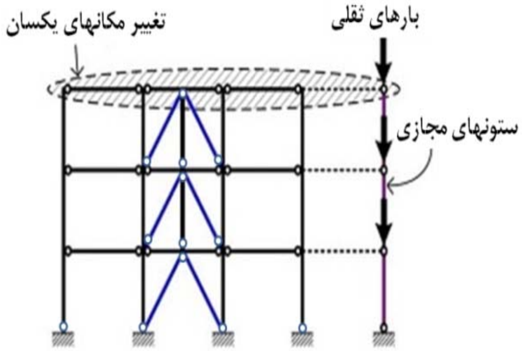
موضعی یا ناپایداری عضو مورد نظر (در سازه‌های فولادی) جلوگیری شود. سپس ظرفیت‌های اعضای سازه‌ای مجاور به‌گونه‌ای محاسبه می‌شود که احتمال پاسخ غیرالاستیک یا خرابی در آن اعضا از بین برود [4] .

تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

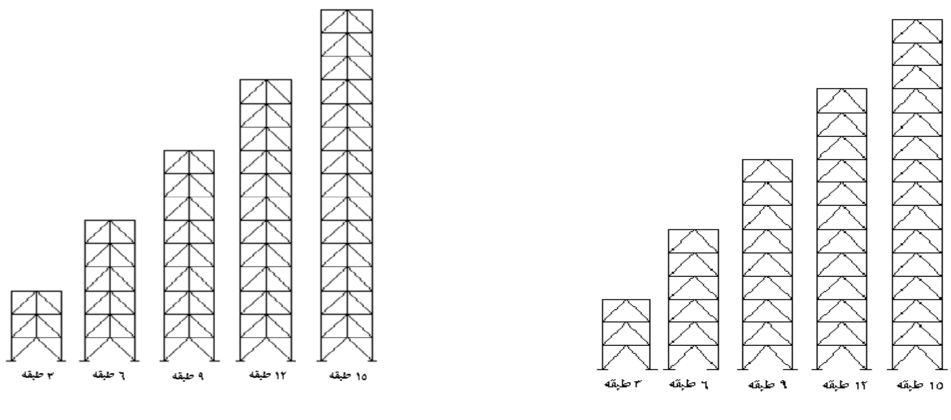
برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار المان محدود ABAQUS و روش طول‌کمان (Riks) استفاده شده است. برای مدل‌سازی تحلیلی نمونه‌ها در این نرم‌افزار از المان BEAM از نوع B21 استفاده شده است که یک المان دوبعدی با انترپولاسیون خطی می‌باشد. تئوری استفاده شده در این نوع المان‌ها تئوری تیر تیموشنکو است که در آن اثر تغییرشکل‌های برشی نیز در نظر گرفته شده است [14]. برای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بارافزون، از الگوی بار جانبی مثلثی‌شکل استفاده شده است. در تحلیل‌های صورت گرفته اثر عوامل غیرخطی هندسی و غیر خطی مصالح در نظر گرفته شده است.



شکل ٥ پلان مدل‌های مورد مطالعه



شکل ٦ قاب سه طبقه مهاربندی شده زیپر همراه با ستون‌های مجازی



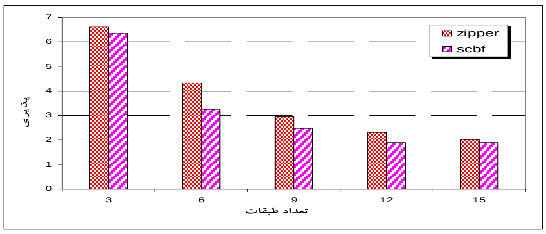
الف – قاب‌های مهاربندی شده زیپر

ب – قاب‌های مهاربندی شده شورون

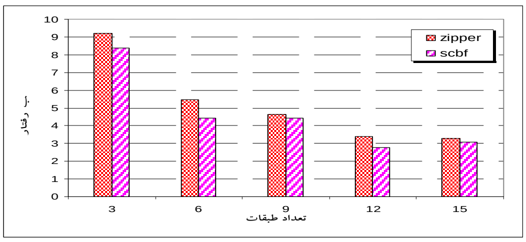
شکل ٧ قاب‌های مهاربندی‌شده شورون و زیپر با تعداد طبقات مختلف

در این تحقیق نسبت تغییر مکان طبقه به‌عنوان معیار کنترل کننده‌ی خرابی سازه در نظر گرفته شده است که این نسبت برای قاب‌های مهاربندی شده در آستانه‌ی خرابی برابر۲ ٪ در نظر گرفته می‌شود [15]. بعد از محاسبه‌ی نمودارهای ظرفیت برای هر یک از مدل‌ها، نمودارهای مربوطه به‌صورت نمودار دوخطی ایده‌آل‌سازی شده و سپس با تقسیم نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان حد الاستیک، شکل‌پذیری هر یک از مدل‌ها محاسبه شده است. برای تعیین ضریب شکل‌پذیری از فرمول کراوینکلر رابطه‌ی (۵) استفاده شده است. مطابق رابطه‌ی (۳) ضریب اضافه مقاومت (R_0) محاسبه و در نهایت با ضرب آن در ضریب شکل‌پذیری (R_μ)، ضریب رفتار برای هر یک از قاب‌ها محاسبه شده که نتایج حاصل به‌صورت نمودار ستونی در شکل‌های (۹ و ۸) نشان داده شده است.

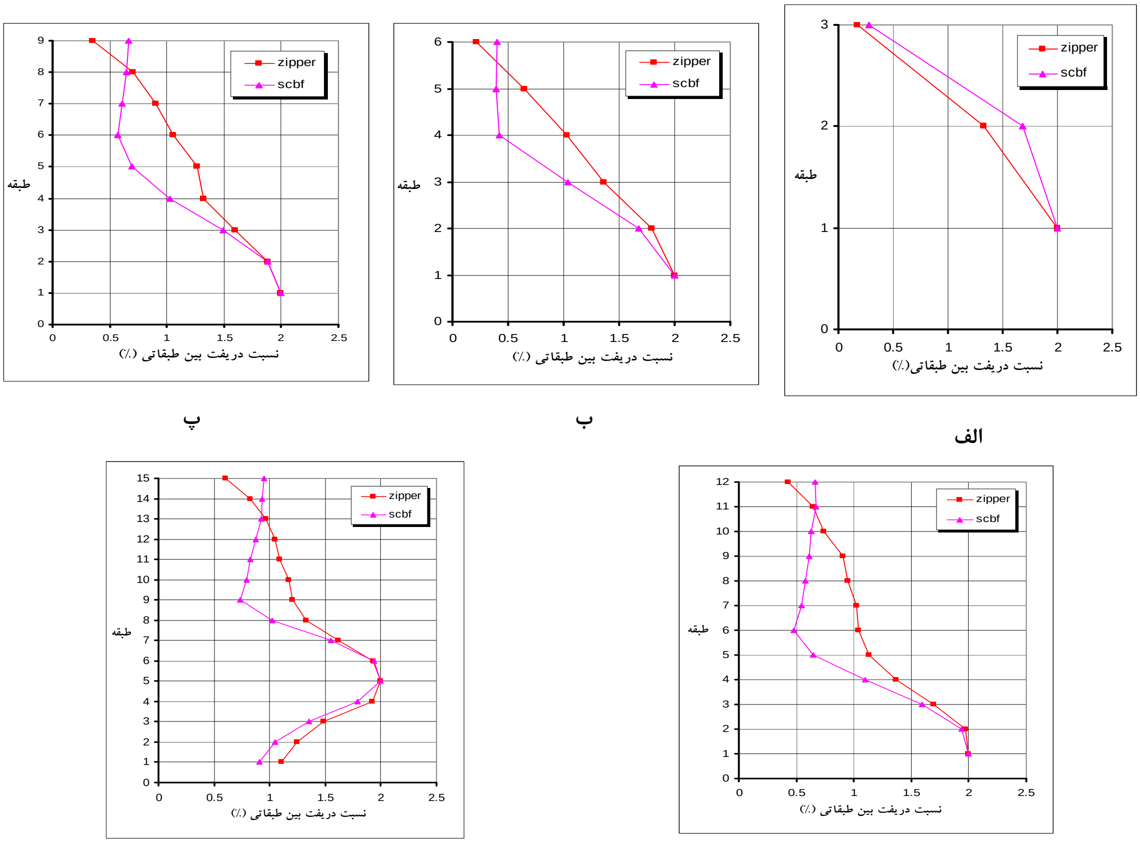
با توجه به نمودار شکل (۸) ملاحظه می‌شود که شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر در تمامی مدل‌ها از قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون بیش‌تر است. شکل (۹) که مربوط به نمودار ستونی ضریب رفتار قاب‌ها می‌باشد، نشان می‌دهد که ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر درکلیه‌ی مدل‌ها بیش‌تر از قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون می‌باشد و هم‌چنین با افزایش تعداد طبقات سازه، ضریب رفتار سازه کاهش می‌یابد که این نتیجه با تحقیقات مشابه پیشین بر روی قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون مطابقت دارد [16,17]. هم‌چنین ملاحظه می‌شود که ضریب رفتار همه‌ی مدل‌ها به‌جز مدل ۳ طبقه کم‌تر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌ی ASCE (R=٦) می‌باشد. این امر نشان می‌دهد مقدار پیشنهادی آیین‌نامه برای ضریب رفتار این سیستم‌های مهاربندی برای‌سازه‌های با تعداد طبقات بیش‌تر بزرگ‌تر از مقدار واقعی است که این موضوع باعث ایجاد اشکال در طراحی می‌شود و باعث خواهد شد که مقاطع ضعیفی برای اعضا حاصل شود. در تحقیقات مشابه قبلی نیز به این موضوع تأکید شده است [17]. با توجه به این‌که ضریب رفتار تابعی از زمان تناوب سازه و بارهای وارد است در، نتیجه،این ضریب نمی‌تواند معیار مناسبی جهت طراحی سازه‌ها در کلیه‌ی حالات منظورگردد. با این وجود در استانداردهای ساختمانی ضریب رفتار واحدی برای یک سیستم سازه‌ای واحد پیشنهاد می‌شود و از آن برای طراحی لرزه‌ای استفاده می‌شود [18]. بنابراین میانگین مقادیر مزبور به‌عنوان ضریب رفتار طراحی این نوع از سیستم‌های مهاربندی به‌کار می‌رود، بر این اساس ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر برابر٥/٦٢ و قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون برابر ٤/٣٨ محاسبه شده است. لازم به ذکر است که مقادیر به‌دست آمده برای ضریب رفتار بر اساس روش حالات حدی (روش ضرایب بار و مقاومت) می‌باشد و در صورتی که طراحی بر اساس روش تنش مجاز مد نظر باشد، بایستی هر یک از مقادیر در عدد ١/٤٤ ضرب گردند.



شکل ۸ نمودار ستونی مربوط به شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر با تعداد طبقات متفاوت



شکل ۹ نمودار ستونی مربوط به ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر با تعداد طبقات متفاوت



شکل ۱۰ نمودارهای مربوط به توزیع نسبت تغییر مکان طبقه در ارتفاع قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر، (الف) مدل ۳ طبقه، (ب) مدل ٦ طبقه، (پ) مدل ۹ طبقه، (ت) مدل ۱۲ طبقه، (ث) مدل ۱۵ طبقه

نمودارهای شکل (۱۰) توزیع نسبت تغییرمکان طبقه را در ارتفاع قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر و شورون به‌صورت مقایسه‌ای نشان می‌دهند. ملاحظه می‌شود که در همه‌ی مدل‌ها توزیع نسبت تغییر مکان طبقه در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر در مقایسه با قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون یکنواخت‌تر است که علت آن کمانش مهاربندهای طبقات بالاتر و مشارکت آن‌ها در تحمل نیروهای جانبی می‌باشد. در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون نسبت تغییر مکان طبقه در طبقات پایین‌تر بیش‌تر است و در طبقات بالاتر به‌شدت کاهش می‌یابد. این امر نشان دهنده‌ی تمرکز خرابی در طبقات پایین می‌باشد. با توجه به‌این شکل‌ها ملاحظه می‌شود که نسبت تغییر مکان طبقه در طبقه‌ی بام در مورد قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر بدون استثنا در همه‌ی مدل‌ها کم‌تر از قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون بوده است، که علت آن را می‌توان در فلسفه‌ی طراحی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر معلق مبنی بر عدم کمانش مهاربندهای طبقه‌ی بام دانست.

تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این مقاله برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از روش تاریخچه زمانی به روش دینامیکی غیرصریح (Dynamic-Implicit) استفاده شده است و برای این منظور مدل‌های دوبعدی به‌طور جداگانه تحت مؤلفه‌های افقی زلزله‌های جدول (۱) قرار گرفته‌اند. در

این مقاله از هفت شتاب‌نگاشت از نوع نزدیک به گسل برای انجام تحلیل‌های دینامیکی استفاده شده است. بزرگا و فاصله از گسل محرک در این زلزله‌ها مشابه است و شرایط خاک محل ثبت آن‌ها با شرایط خاک محل مد نظر در طراحی، یکسان بوده است. زلزله‌ها بر اساس طیف استاندارد طراحی آیین‌نامهٔ بارگذاری ASCE[19]، مقیاس شده‌اند. مطابق ضوابط FEMA 450، ضرایب مقیاس به‌گونه‌ای محاسبه شده‌اند که در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب‌های ۰/۲T تا ۱/۵T مقادیر طیف میانگین از مقادیر طیف پاسخ طرح کم‌تر نباشد که T دوره‌ی تناوب اصلی سازه می‌باشد.

مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها با استفاده از روش ارائه شده در FEMA 450 [۱۹] برای حالت تحلیل دینامیکی دوبعدی انجام گرفته است، با این تفاوت که به‌ازای هر شتابنگاشت یک ضریب مقیاس مجزا تعیین و در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفته است.

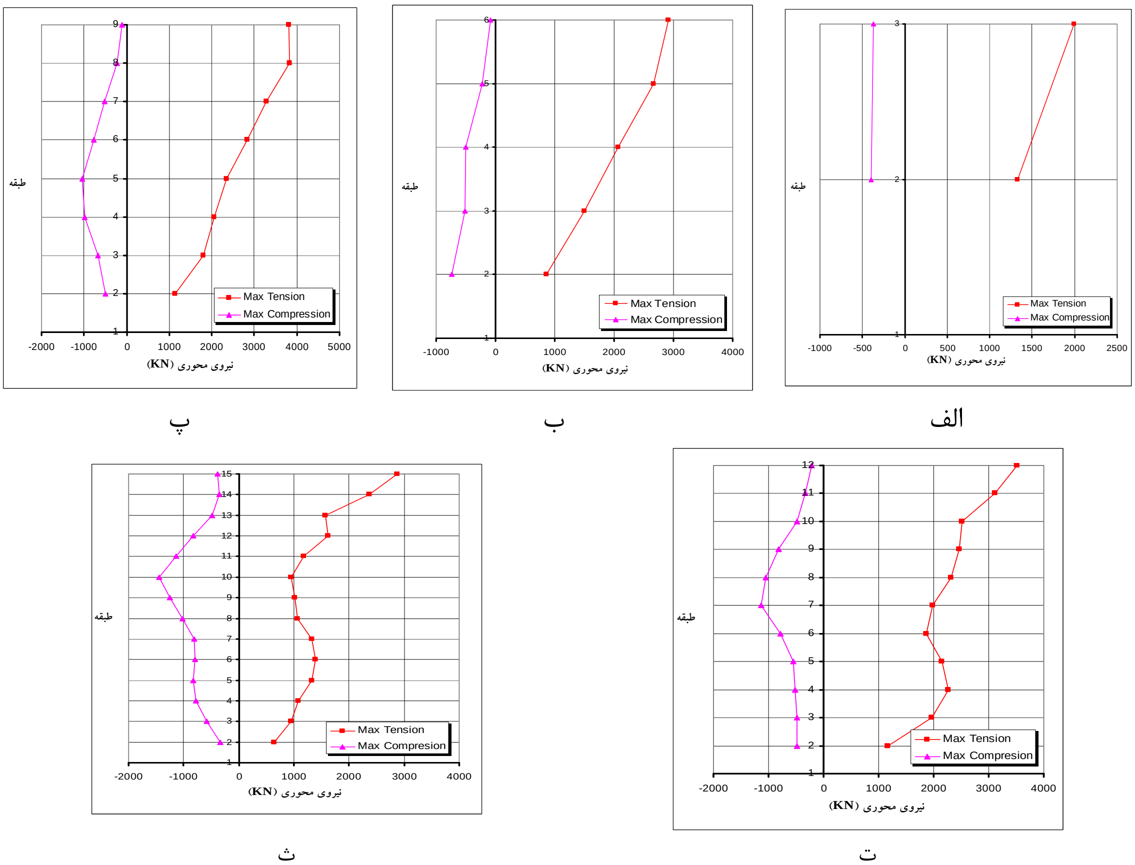
به‌منظور بررسی رفتار سیستم مهاربندی زیپر، در ابتدا نیروهای کششی و فشاری ماکزیمم ایجاد شده در اعضای زیپر تحت هر یک از زلزله‌ها محاسبه شده است. نمودارهای موجود در شکل (۱۱) مقادیر میانگین ماکزیمم نیروی فشاری و هم‌چنین نیروی کششی ایجاد شده در اعضای زیپر را تحت هر یک از زلزله‌ها در هر یک از مدل‌ها نشان می‌دهند. در این نمودارها مشاهده می‌شود که در همه‌ی مدل‌ها نیروهای کششی ماکزیمم در طبقات بالاتر افزایش می‌یابند که دلیل آن انتقال نیروهای نامتعادل‌کننده‌ی ایجاد شده در طبقات پایین‌تر به طبقات بالاتر می‌باشد. هم‌چنین نیروی فشاری ماکزیمم در اعضای زیپر در مدل‌های کوتاه مرتبه (۳ و ٦ طبقه) در طبقات بالاتر کاهش می‌یابند و در بقیه‌ی مدل‌ها این مقادیر در طبقات میانی دچار افزایش می‌شوند و دوباره در طبقات بالاتر کاهش می‌یابند، که علت آن را می‌توان در مشارکت مدهای بالاتر در تغییرشکل سازه بیان نمود.

بر اساس بررسی‌های انجام گرفته مشاهده می‌شود که نسبت نیروی کششی ماکزیمم به نیروی فشاری ماکزیمم در هر یک از مدل‌ها در طبقات بالاتر افزایش می‌یابد و این نشان می‌دهد که تأثیر نیروی فشاری در طبقات بالاتر کاهش می‌یابد و برعکس نقش نیروی کششی در رفتار طبقات بالاتر افزایش می‌یابد.

بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، مقادیر ماکزیمم نسبت تغییرمکان طبقه در سیستم‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر، به‌صورت مقایسه‌ای مطابق نمودارهای شکل (۱۲) ارائه شده است و هم‌چنین در این نمودارها مقادیر مذکور با مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای مقایسه شده‌اند. مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی ASCE [12]، ماکزیمم نسبت تغییرمکان طبقه برای مدل‌های ۳ طبقه ۱/۸۷۵٪ و برای سایر مدل‌ها برابر ۱/۲۵٪ در نظر گرفته شده است [12].

جدول ۱ مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

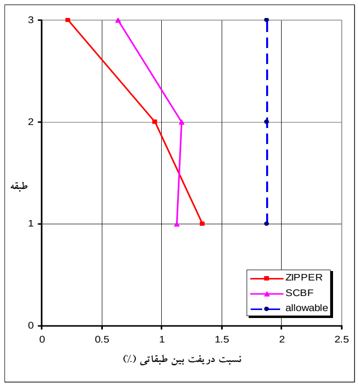
زلزله‌ها	Station & Data Source	PGA (g)	Time Step (sec)	Distance (Km)
Northridge (1994)	90055 Simi Valley-Katherine Rd-USC	۰/۸۷۷	۰/۰۱	١٤/٦
Kobe (1995)	OKJMA-USGS	۰/۸۲۱	۰/۰۲	۰/٦
Chi-Chi (1999)	WNT-CWB	۰/۹۵۸	۰/۰۰۵	۱/۱۸
San Fernando (1971)	279 Pacoima Dam - CDMG	۱/۲۲٦	۰/۰۱	۲/۸
Coalinga (1983)	1604 Oil City-USGS	۰/۸٦٦	۰/۰۰۵	۸/۲
Loma Prieta (1989)	57007 Corralitos-CDMG	۰/٦٤٤	۰/۰۰۵	۵/۱
Whitter Narrows(1987)	709 Garvey Res-Control Bldg-USGS	۰/٤۵۷	۰/۰۰۵	۱۲/۱



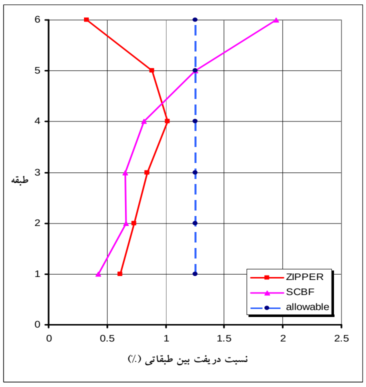
شکل ۱۱ نیروهای کششی و فشاری ماکزیمم در اعضای زیپر، (الف) مدل۳ طبقه، (ب) مدل ٦ طبقه، (پ) مدل ۹ طبقه، (ت) مدل ۱۲ طبقه، (ث) مدل ۱۵ طبقه

هریک از نمودارهای شکل (۱۲) بر اساس میانگین نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی تحت شتاب‌نگاشت‌های هفتگانه‌ی جدول (۱) ترسیم گردیده است [19].

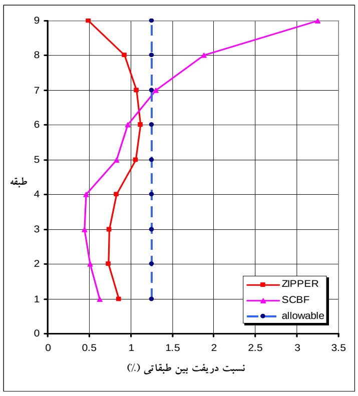
نمودار شکل (۱۲– الف) که مربوط به مدل ۳ طبقه می‌باشد، نشان می‌دهد که ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در سیستم مهاربندی زیپر در همه‌ی طبقات به استثنای طبقه‌ی اول کم‌تر از سیستم مهاربندی شورون است. مقادیر ماکزیمم نسبت تغییرمکان طبقه در هر دو نوع سیستم مهاربندی کم‌تر از مقدار مجاز آیین‌نامه می‌باشد. در شکل های (۱۲– ب، پ و ت) که به‌ترتیب مربوط به مدل‌های ٦، ۹ و ۱۲ طبقه هستند، مشاهده می‌شود که مقادیر ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در طبقات پایین‌تر قاب مهاربندی شده‌ی شورون، کم‌تر از مقادیر مربوط به قاب مهاربندی شده‌ی زیپر و هم‌چنین مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای است. با افزایش ارتفاع قاب این مقادیر نیز افزایش می‌یابد و در طبقات بالاتر این مقادیر از حد مجاز آیین‌نامه‌ای و مقادیر نظیر در قاب مهاربندی شده‌ی زیپر بیش‌تر می‌گردد. نمودار شکل (۱۲– ث) که مربوط به مدل ۱۵ طبقه می‌باشد نشان می‌دهد که در قاب مهاربندی شده‌ی شورون مقدار ماکزیمم نسبت تغییرمکان طبقه در طبقات پایین‌تر کم‌تر از مقدار مجاز است ولی در طبقات بالاتر به‌شدت افزایش می‌یابد. این در حالی است که در سیستم مهاربندی زیپر به‌استثنای طبقات ۱۲ و ۱۳در سایر طبقات مقدار ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه کم‌تر از حد مجاز است.



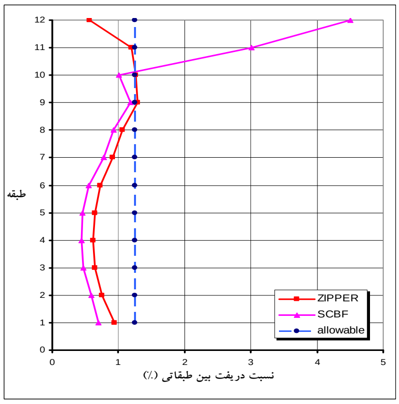
الف



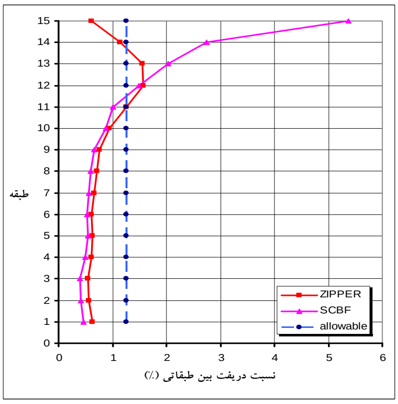
ب



پ

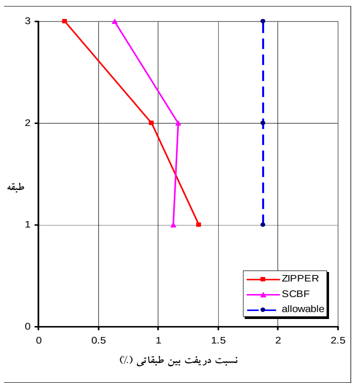


ت

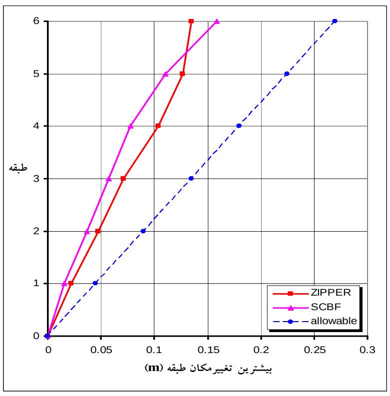


ث

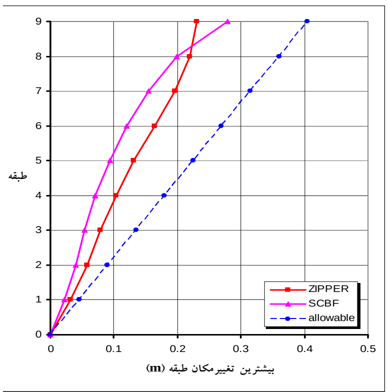
شکل ١٢ مقایسه ماکزیمم نسبت تغییرمکان طبقه در قاب‌های مهاربندی شده شورون و زیپر، (الف) مدل‌های ٣ طبقه، (ب) مدل‌های ٦ طبقه، (پ) مدل‌های ٩ طبقه، (ت) مدل‌های ١٢ طبقه، (ث) مدل‌های ١٥ طبقه



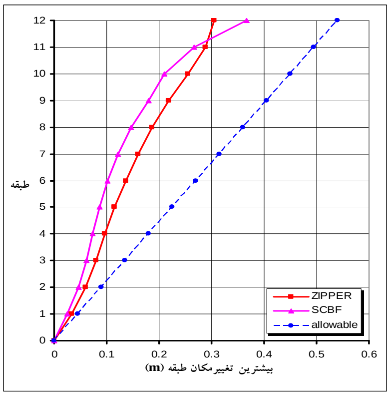
الف



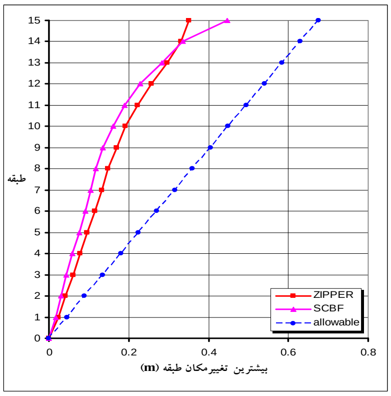
ب



پ



ت



ث

شکل ۱۳ مقایسه‌ی ماکزیمم تغییرمکان طبقات در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر، (الف) مدل‌های ۳ طبقه، (ب) مدل‌های ٦ طبقه، (پ) مدل‌های ۹ طبقه، (ت) مدل‌های ۱۲ طبقه، (ث) مدل‌های ۱۵ طبقه

نمودارهای شکل (۱۳) به منظور مقایسه‌ی ماکزیمم تغییرمکان طبقات در مدل‌های دارای سیستم‌های مهاربندی شورون و زیپر ارائه شده‌اند. مقایسه‌ی این مقادیر در مدل‌های مختلف نشان می دهد که در صورت استفاده از مهاربند زیپر این مقادیر همواره بیش‌تر از حالت استفاده از مهاربند شورون می‌باشد (به‌استثنای طبقات بام). هم‌چنین محاسبه‌ی مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای و مقایسه‌ی آن با نمودارهای شکل (۱۳) نشان می‌دهد که مقادیر جابه‌جایی ماکزیمم طبقات برای هر دو نوع سیستم مهاربندی در کلیه مدل‌ها کمتر از مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای است.

نتیجه گیری

با بررسی نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در حوزه‌ی مدل‌های سازه‌ای مورد بررسی در این مقاله، می‌توان به نتایج مهم زیر اشاره نمود:

۱- شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر، همواره بیش‌تر از مقادیر متناظر در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون با شکل‌پذیری ویژه می‌باشد. ضریب رفتار متوسط به‌دست آمده در این مقاله برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر۵/٦۲ و برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون ٤/۳۸ بوده است. هم‌چنین شکل‌پذیری متوسط به‌دست آمده در این مقاله برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر ۳/٦۵ و برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون ۳/۱۷ بوده است.

۲- با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های دارای قاب‌های مهاربندی شده‌ی هم‌مرکز، شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه تدریجاً کاهش می‌یابد.

۳- با توجه به تحلیل‌های استاتیکی انجام گرفته بر مدل‌های مورد بررسی در این مقاله، می‌توان نتیجه گرفت که توزیع نسبت تغییر مکان طبقه در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر یکنواخت‌تر از قاب‌های شورون می‌باشد که این نتیجه‌گیری با توجه به نتایج تحلیل‌های دینامیکی نیز قابل استنباط است.

٤- یکی از نقاط ضعف قاب‌های مهاربندی شده‌شورون افزایش بی‌رویه‌ی نسبت تغییرمکان طبقه در طبقات بالاتر، به‌خصوص در سازه‌های بلندمرتبه، می‌باشد، که این امر باعث کاهش مطلوبیت این سیستم‌های مهاربندی شده است. با توجه به این‌که این مشکل در قاب‌های زیپر وجود ندارد قاب‌های زیپر می‌توانند

به‌عنوان جایگزین مناسبی بـرای قـاب‌هـای مهاربنـدی شده‌ی شورون انتخاب شوند.

مراجع

1. Yang, CH. SH., "Analytical and Experimental Study of Concentrically Braced Frames with Zipper Struts", PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, (2006).
2. Yang, CH. SH., Leon, R, T., Des Roches, R., "Design and behavior of zipper-braced frames", School of civil and Env. Engineering, Georgia Tech, Atlanta, GA 30332-0355, USA, Engineering Structures, (2007).
3. Goel, S.C., "Earthquake Resistant Design of Ductile Braced Steel Structures",Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading, CRC Press, Boca Raton, FL, PP. 298-308., (1992)
4. Bruneau, M., Uang, C.M., and Whittaker, A., "Ductile Design of Steel Structures", McGraw-Hill, (1998).
5. AISC 341,"Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago., (2009).
6. Khatib, I.F., Mahin, S.A. and Pister, K.S., "Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames", Report No.UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley., (1988).
7. Tremblay, R. and Tirca, L., "Behavior and Design of multi-story zipper concentrically braced steel frames for the mitigation of soft-story response", Proceedings of the conference on behavior of steel structures in seismic areas, P.471-477, (2003).
8. M. Razavi. and M.R. Sheidaii., "Seismic Performance of Cable-Zipper Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 74, PP. 49-57, (2012).
9. AISC 360.," Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago., (2010).
10. ATC-19., "Structural response modification factors ", Applied Technology Council , Redwood City, California, 995:5–32.
11. Whittaker, A., and Hart, G. and Rojhan, CH., "Seismic Response Modification Factors", Journal of Structural Engineering, Vol. 125, (1999).
12. ASCE7.,"Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, Virginia., (2010).
13. ASTM, "American Society for Testing and Materials"., (2004).
14. ABAQUS. Inc., "ABAQUS Analysis User's Manual", Release 6.5., (2004).
15. FEMA356.,"Federal Emergency Management Agency" , Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C., (2000).
16. Balendra, T. and Huang, X., "Over strength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 129, PP. 1019-1035, (2003).

17. Kim, J., and Choi, H., "Response modification factors of chevron-braced frames", Engineering Structures, Vol. 27, PP. 285-300, (2005).
18. Maheri, MR. and Akbari, R., "Seismic behavior factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC building", Engineering Structures, Vol. 25, PP. 1505-1513, (2003).
19. FEMA 450., "Federal Emergency Management Agency", NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, Washington, D.C., (2003).